

Ouvrages D'Art

N° 3 - Mars 1988

Sommaire

- | | |
|--|----|
| 1- Ouvrages à suivre | 2 |
| - Le pont de Seyssel | |
| - Les fondations du pont de l'île de Ré | |
| - Un nouveau pont sur la Nive (suite) | |
| - Le pont de Cheviré | |
| 2- Techniques particulières | 7 |
| - Information sur le procédé Actimur | |
| - Ponts mixtes acier-béton : avantages et inconvénients de la technique de mise en place de la dalle par ripage | |
| 3- Incidents et réparations | 9 |
| - Renforcement des ouvrages en terre armée avec armatures en acier inoxydable | |
| - Sauvegarde des petits ponts en maçonnerie | |
| - Auscultation d'un ouvrage d'art incendié | |
| 4- Equipements et entretien | 12 |
| - La réalisation des corniches de pont à l'aide de bardages métalliques ou en béton armé de fibres de verre | |
| - Protection anti-corrosion du viaduc de la Chiers à Lorgwy | |
| - Automatisation pour vérinage de haute précision | |
| 5- Réglementation | 15 |
| - Le nouveau fascicule n° 56 | |
| - Observations sur l'application des articles A21,3 (coefficient de Poisson) et A45,3 (état limite d'ouverture des fissures) des règles BAEL | |
| 6- Tribune libre | 18 |
| - Appareils d'appui... ça n'a pas de sens | |
| - Photos des lecteurs | |
| 7- Informations brèves | 19 |
| - Une banque de données poutres-poutrelles métalliques | |
| - Nouvelles notes d'information | |
| 8- SETRA - Les dernières publications "Ouvrages d'Art" | 19 |
| 9- Coordonnées des rédacteurs | 20 |

Editorial

Dès ses deux premières livraisons, le bulletin «OUVRAGES D'ART» a connu un succès franc et massif, et, de fait, son format, sa présentation et surtout son contenu en font un document utile et commode, que tout ingénieur de la profession souhaite conserver dans sa bibliothèque ; il y trouve en effet tout ce qu'il aimerait savoir, souvent sans avoir osé le demander, et qui ne figure ni dans les magazines techniques, ni a fortiori dans les traités austères de RdM, de béton, ou de charpente métallique : je veux parler des multiples "tuyaux" que s'échangent les professionnels - tuyaux qui, accumulés, créent véritablement le know-how d'un organisme technique.

En effet, le domaine des ouvrages d'art est très vivant, et, en même temps, empreint d'une forte spécificité. En matière de ponts, les connaissances deviennent vite périmées, si leur mise à jour n'est pas constamment assurée par des échanges d'informations sur l'évolution des méthodes de calcul ou de construction, sur la réglementation présente ou quelquefois même future, sur les incidents survenus à tel type d'ouvrage, sur les moyens d'y remédier, etc...

Bien sûr, il n'est pas question d'aller trop loin : certaines informations ne peuvent circuler que de bouche à oreille, notamment dans les cas où une information judiciaire est ouverte, à la suite d'un accident, sous peine de voir le rédacteur tomber sous le coup d'une inculpation pour diffamation. On peut penser néanmoins que le bulletin "Ouvrages d'Art" sera appelé à jouer un rôle important pour la formation des ingénieurs aussi bien que pour leur information.

Dans cet esprit, je voudrais formuler deux souhaits :
- le premier est que ce bulletin soit systématiquement diffusé aux élèves des écoles d'ingénieurs de génie civil, car je crois qu'il contribuera fortement à leur faire toucher du doigt les problèmes quotidiens de la profession, et à éveiller leur vocation ;
- le deuxième est plus difficile à réaliser, mais je sais que le Grand-Prêtre des Ouvrages d'Art, M. Pierre LEMARIE, y est très sensible : il s'agit d'essayer de développer, chez les concepteurs aussi bien que chez les réalisateurs, le sens de l'esthétique des ponts : depuis quelque dix ans, des progrès certains ont été accomplis dans ce sens, mais il reste beaucoup à faire, pour ne plus voir d'ouvrage d'art qui soit un outrage à l'art. Je suggère donc que chaque livraison du bulletin montre seulement les plus beaux, mais aussi les plus laids, tant il est vrai que les fautes ont valeur d'exemple !

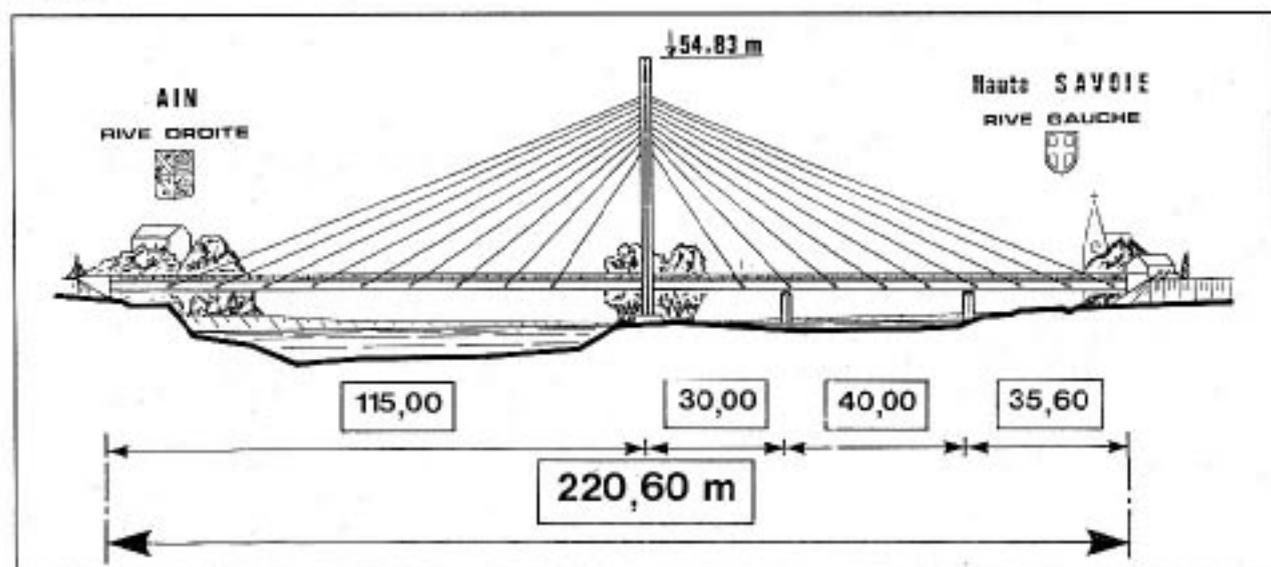
Roger LACROIX



Bulletin de liaison diffusé par le Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art
du SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES
46, avenue Aristide Briand - BP 100 - 92223 BAGNEUX CEDEX - FRANCE
Tél. (1) 42.31.31.31 - Télécopieur : (1) 42.31.31.69 - Télex : 260763 SETRA BAGNX

Le pont de Seyssel

Le pont de Seyssel permet à la route Départementale 992 de franchir le Rhône, en reliant les Départements de l'Ain et de la Haute-Savoie.



Présentation de l'ouvrage

Il s'agit d'un ouvrage dont le tablier en ossature mixte est une variante de l'entreprise BAUDIN CHATEAUNEUF, mise au point avec le SETRA qui avait projeté la solution de base à tablier en béton précontraint.

La travée principale est soutenue par neuf paires de haubans ancrés latéralement à l'extérieur des poutres sur des caissons rectangulaires traversant leurs âmes.

Les haubans ancrés dans le tablier au niveau des deux pilettes et de la culée C5 jouent le rôle de haubans de retenue pour le pylône.

Les ancrages hauts des câbles sont répartis sur la crête verticale du mât en forme de Y renversé.

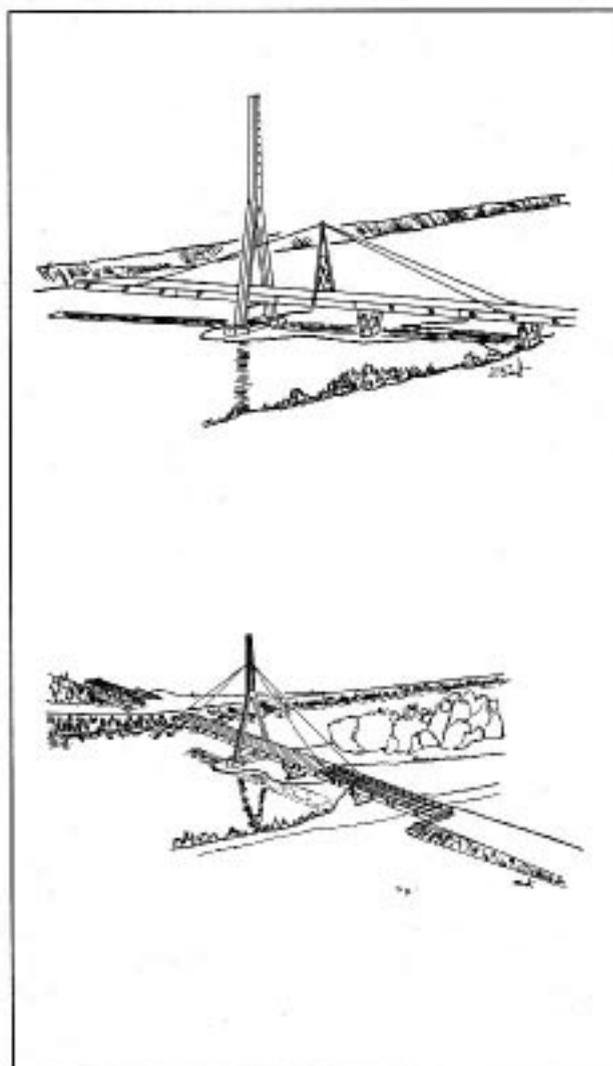
Les haubans sont constitués de câbles clos de 88 ou 72 mm de diamètre qui se composent de fils ronds toronnés en couches successives, recouverts de deux couches de fils à pas inversés.

La protection contre la corrosion des câbles est assurée par galvanisation de tous les fils, remplissage des vides intérieurs par du polypropylène amorphe et application en place de trois couches de peinture.

Méthode de construction

L'ossature métallique est lancée en deux tronçons de longueurs 165 m et 30 m respectivement mis en place à partir de chacune des deux rives. Les principales étapes de la construction sont :

- le poussage du tronçon principal, en utilisant les piles définitives jusqu'au pylône puis à l'aide d'un mât de haubanage provisoire ;
- la mise en place de la première paire de haubans ;
- le poussage de l'autre tronçon, à l'aide d'une palée provisoire implantée sur la berge, d'un contre-poids de 20 tonnes posé à l'arrière des poutres et d'un avant-bec de 30 mètres ;
- après démontage de l'avant-bec et soudure des deux



parties métalliques, la mise en place des haubans tendus à 25 à 30 % de leur tension définitive ;

- le bétonnage de la dalle ;
- la mise en tension finale des haubans.

Problèmes liés à la conception

Au stade de la mise au point de la variante en ossature mixte deux types de problèmes sont apparus :

- des problèmes de conception générale de la structure, avec des incidences importantes sur l'esthétique de l'ouvrage ;
- et des problèmes de conception de détail concernant principalement l'accrochage des haubans.

En effet, la variante initiale de l'entreprise proposait, outre le remplacement du tablier en béton précontraint par un tablier mixte, la suppression des pilettes et la concentration des haubans en tête d'un mât en béton en forme de A. La volonté de conserver le mât en Y renversé du projet de base ne permettait d'adopter les autres modifications envisagées par l'entreprise qu'au prix d'une augmentation de l'épaisseur du mât qui l'aurait alourdi considérablement. Aussi les dispositions du projet de base concernant les pilettes, le mât et le haubanage ont été maintenues.

En ce qui concerne l'accrochage des haubans, si les problèmes de diffusion locale des efforts avaient été assez faciles à résoudre dans le projet de base compte-tenu de l'épaisseur des massifs d'ancrage en béton, en revanche pour la solution métallique retenue, la transmission d'un effort concentré vers des pièces constituées de tôles minces était plus délicate. Le système d'ancrage mis en oeuvre comporte un caisson rectangulaire incliné, traversant les âmes des deux poutres. Aussi, le couple développé par la paire de haubans amont et aval est repris par flexion du

caisson. L'effort tranchant et l'effort normal de haubanage sont transmis à l'âme de la poutre par butée de la face avant du caisson et cisaillement le long de ces âmes. Ce mode de fonctionnement a été mis en évidence par un calcul aux éléments finis, qui a permis de mettre au point le raidissage de l'âme de la poutre.

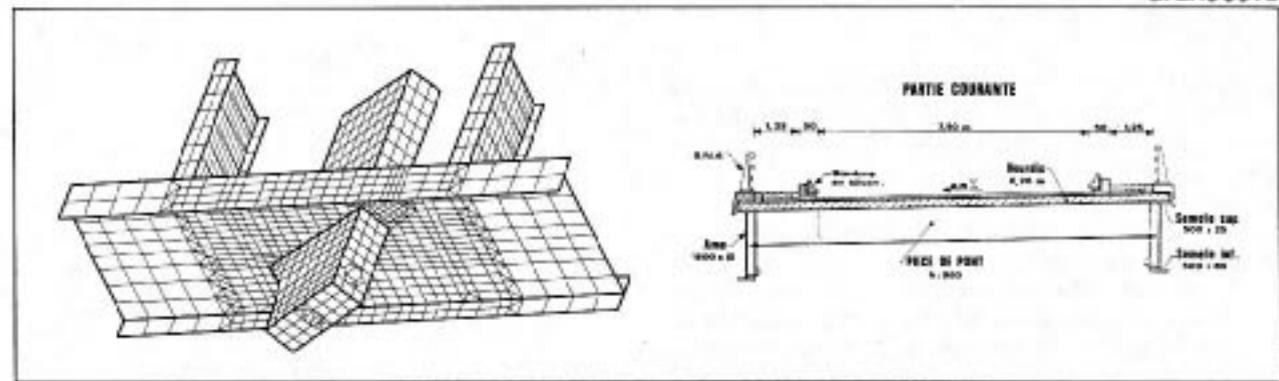
Problèmes liés au calcul

L'ouvrage a été calculé par le programme BAPOR de l'entreprise et vérifié par le programme PCP du SETRA. Les principales difficultés rencontrées résultent :

- de la non existence d'un programme prenant en compte à la fois un tablier continu haubané, une simulation de phases hyperstatiques de construction et un phasage transversal du tablier.
- de l'hétérogénéité de la structure. Elle comporte en effet trois types de matériaux (le béton de la dalle et du pylône, l'acier des poutres et l'acier des câbles) de modules différents. Le module du béton est différent sous charges instantanées ou différées, le module apparent des câbles dépend de leur tension. La diversité de ces modules oblige à superposer les résultats de nombreux calculs PCP.

Fruit d'une collaboration étroite entre l'Entreprise, la Direction Départementale de l'Ain et le SETRA, le pont de Seyssel a été mis en service en juin 1987

G. LACOSTE



Les fondations du pont de l'île de Ré

Il ne fait pas de doute que le caractère remarquable (et remarquable !) du pont de l'île de Ré donnera lieu à de nombreuses publications techniques après achèvement de l'ouvrage. Il a cependant paru intéressant de donner d'ores et déjà quelques indications sur la conception et l'exécution des fondations de cet ouvrage qui, malgré leur caractère par nature caché, possèdent certaines caractéristiques originales alliées à des difficultés d'exécution non négligeables.

Caractéristiques du site

Sur les 3000 m de longueur du pont, la profondeur du fond par rapport aux plus basses eaux s'établit en moyenne à 8 m avec un maximum de 18 m. Le fond est constitué de dépôts divers de très faibles caractéristiques mécaniques et d'épaisseur variant de 1 m à plus de 10 m. On trouve ensuite le substratum, constitué d'une succession de bancs calcaires et marneux de très bonnes caractéristiques mécaniques, à l'exception des deux mètres supérieurs, un peu altérés. Toujours par rapport aux plus basses eaux, la profondeur moyenne de ce substratum est d'environ 15 m, mais atteint ou dépasse 20 m sur environ 600 m du côté de la Ré.

Contraintes dues aux chocs de bateaux

En se basant sur les seules caractéristiques géotechniques, la conception et l'exécution des fondations n'auraient pas posé de problème particulier cependant, compte tenu du caractère navi-

gale du site, le cahier des charges imposait que les fondations puissent supporter un choc de bateau estimé à une force équivalente statique de 2000 t.f. à tout niveau compris entre les plus basses eaux moins 2 m et les plus hautes eaux moins 2m. Compte-tenu du fait que la descente de charges à vide est de l'ordre de 5500 t, l'inclinaison de la résultante peut atteindre 20 degrés pendant le choc. Pour les fondations où le substratum est plus profond, le point de passage de la résultante se trouve ainsi à près de 10 m de l'axe de la pile.

La conception des fondations

Les principes ayant régi la conception des fondations ont été assez simples au départ :

- ne pas aboutir à des fondations disproportionnées par rapport à ce qu'auraient été celles du même ouvrage non soumis aux chocs de bateaux,
- éviter le recours à des techniques pouvant donner lieu à aléas en cours d'exécution telles que, par exemple les caissons échoués puis havés.

Pour ce faire, le choix s'est porté sur des pieux forés de gros diamètre, dont la technique est bien maîtrisée, l'"astuce" consistant d'une part à incliner ces pieux à 20 degrés, de façon à suivre approximativement l'inclinaison de la résultante en cas de choc et d'autre part à placer le point de concours des pieux environ au niveau du choc moyen, afin de faire travailler ceux-ci au maximum en compression-traction et le moins possible en flexion. On bénéficie ainsi de plusieurs avantages :

- les efforts varient assez faiblement avec la profondeur de la fondation, ce qui permet de garder une structure identique et un outillage uniforme tout le long de l'ouvrage;
- le rapprochement des pieux au niveau de la semelle permet de donner à celle-ci des dimensions minimales.

Le principal inconvénient de cette disposition tient au fait que, compte-tenu de l'inclinaison des pieux, il est impossible pour exécuter la semelle d'avoir recours aux techniques classiques d'échouage de caissons préfabriqués au-dessus des têtes de pieux.

Les fondations finalement retenues sont constituées de quatre pieux de 2,00 m de diamètre inclinés à 20° et possédant une chemise perdue de 20 mm d'épaisseur, légèrement encastrée dans le substratum (1,50 m à 2,00 m) et se prolongeant jusqu'à la tête du pieu.

La semelle est de forme circulaire de 9,00 m de diamètre, cette forme étant choisie d'une part pour dévier au mieux les bateaux en cas de choc non centré et d'autre part en raison de son caractère autostable vis-à-vis des pressions hydrostatiques, ce qui permet d'avoir recours à des batardeaux démunis de tout battage intérieur.

Le principe d'exécution adopté, illustré par les figures ci-contre est relativement simple mais demande la mise en place de matériels de très grosse capacité :

- une plate-forme auto-élevatrice positionne de façon très précise un caisson préfabriqué de faible hauteur (1,30 m) qui constituera ultérieurement la base de la semelle définitive. Ce caisson est muni de quatre réservations pour le passage des pieux ;
- pour chaque pieu, la gaine métallique est mise en place dans la réservation, orientée puis battue jusqu'à l'obtention d'un encastrement suffisant dans le substratum, et enfin recoupée (figure 1) ;
- un hydrobéton est ensuite coulé dans le fond du caisson pour assurer l'étanchéité entre les gaines métalliques et les réservations, ainsi qu'une certaine solidarisation de l'ensemble ;
- on procède ensuite au forage proprement dit jusqu'à atteindre un encastrement de 12 m dans le substratum ainsi qu'à la descente de la cage d'armatures et au bétonnage de chaque pieu. La taille de la plate-forme et le dispositif de guidage adopté permettent ainsi d'exécuter les quatre pieux sans

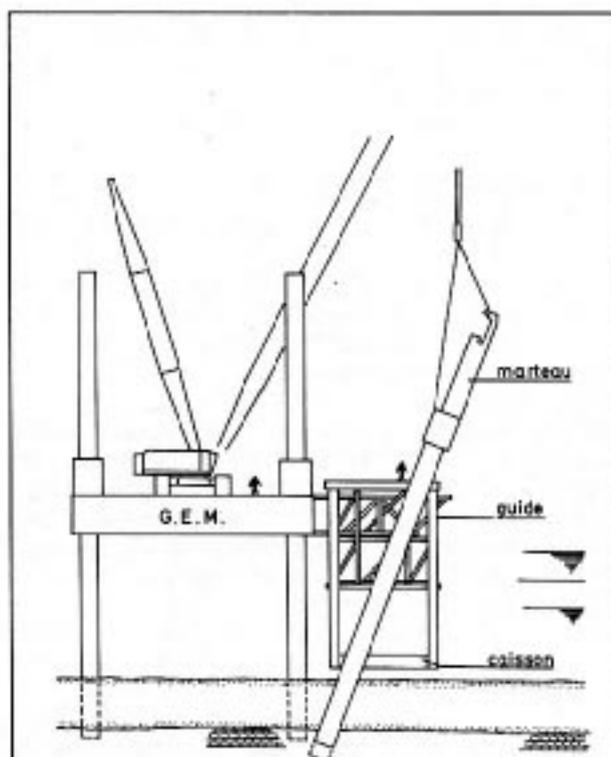


FIGURE 1 : MISE EN PLACE DU CAISSON ET BATTAGE DES TUBES

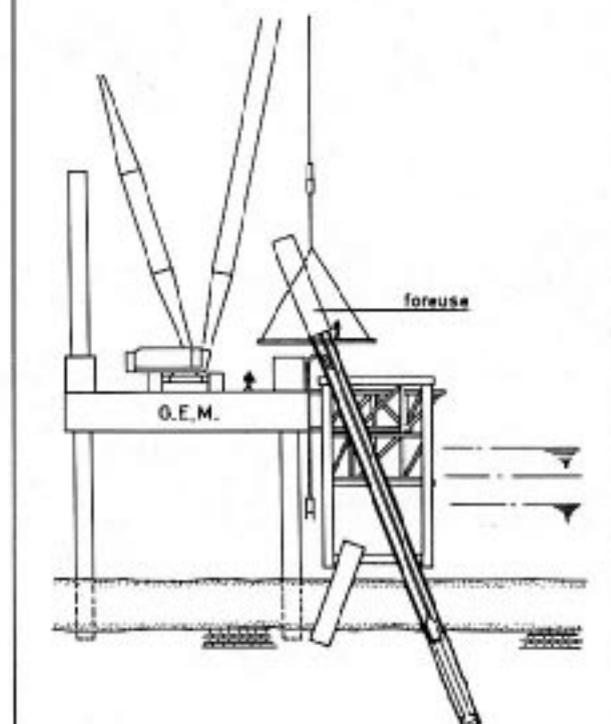


FIGURE 2 : EXECUTION DES PIEUX

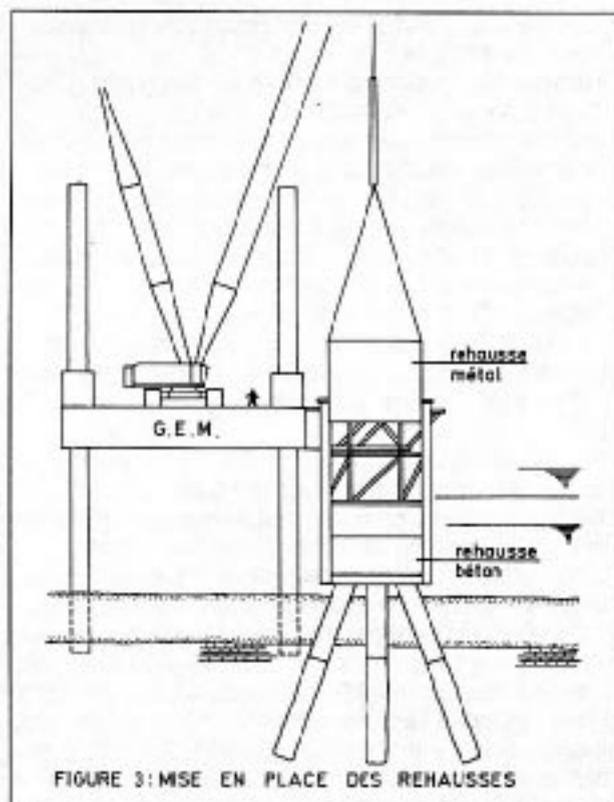


FIGURE 3: MISE EN PLACE DES REHAUSSES

déplacement de l'atelier (figure 2) ;

- il reste ensuite à mettre en place une rehausse en béton armé de 3,50 m de hauteur qui servira de coffrage perdu à la partie supérieure de la semelle, puis une rehausse métallique récupérable d'environ 8,00 m de hauteur qui sert de batardeau pour l'exécution de la semelle et de la pile (figure 3).

Le déroulement des travaux

La puissance du matériel mis en place, ainsi que l'organisation des travaux, ont permis, après une courte période de rodage, d'atteindre des cadences d'exécution très élevées.

La plate-forme auto-élevatrice est une G.E.M.159 mesurant environ 52 m par 24 m. L'outil de forage est une machine WIRTH de 2,00 m de diamètre disposant d'une puissance de 272 chevaux et d'un couple de 9,5 tm à 13 t/mn. Elle a permis une vitesse de perforation moyenne de l'ordre de 2m/heure. Il a été ainsi possible d'exécuter 26 fondations entre le 15 février et le 15 octobre, soit en moyenne une fondation tous les 9 jours.

A.L. MILLAN

Maître d'ouvrage: Conseil Général de Charente Maritime
 Maître d'œuvre: DDE de Charente Maritime
 Entreprise: BOUYGUES-OFFSHORE
 Projet: SETRA

Un nouveau pont sur la Nive (suite)

Cet article vient confirmer quant aux résultats de l'appel d'offres les prévisions du premier article consacré à cet ouvrage dans le n°1 de ce bulletin de liaison.

La consultation des entreprises, suivie de l'appel d'offres restreint proprement dit et du jugement des offres reçues, a conduit à la signature, le 1^{er} octobre 1987 d'un marché avec le groupement d'entreprises conjointes pour la réalisation des travaux en deux lots. Ce groupement se décompose de la façon suivante :

- Lot 1: «Génie Civil» DODIN - MAS et LAPORTE
 - Lot 2: «Charpente métallique» BAUDIN - CHATEAUJEU
- Le mandataire du groupement est l'entreprise DODIN.

De la comparaison des offres strictement conformes au dossier de consultation, il ressort qu'il n'était pas à priori inutile de maintenir la concurrence entre une option béton précontraint et une option mixte acier-béton. Malgré le handicap que la solution béton précontraint rencontrait du fait de son poids et de la qualité des sols de fondation imposant des pieux flottants de grande profondeur, l'écart correspondant s'est établi à 7,5 % pour un marché de 35 MF.

On note par ailleurs la présence d'une offre variante large non autorisée présentant à priori un intérêt financier. Cette offre émanant du groupement CAMPENON BERNARD-RICHARD DUCROS et du bureau d'études de M. MULLER n'a pas été retenue comme dérogeant à trop de points du dossier de consul-

tation, en particulier par son aspect et par son caractère innovant pourtant très prometteur mais nécessitant des études approfondies imprévues et à l'issue desquelles l'écart de prix constaté risquerait de se réduire. Cette solution consistait en quelque sorte en une synthèse des options de l'appel d'offres puisqu'il s'agissait d'un bipoutre mixte acier - béton à précontrainte longitudinale et transversale, l'option béton précontraint étant elle-même à précontrainte extérieure au béton.

Si l'on constate que l'ouverture des variantes sur la solution béton précontraint n'a globalement rien apporté de concluant, on remarque enfin que la solution retenue relève d'un autre mode de montage que celui imposé de façon un peu dirigiste à l'appel d'offres pour la solution mixte acier-béton. Les offres proposées ont en effet prouvé que la mise en place des poutres de hauteur assez peu variable pouvait être réalisée par pose à la grue et lançage bien que les emprises disponibles soient relativement réduites et ce sans surcoût significatif de charpente métallique.

Le titulaire du marché réalisera l'ouvrage en le montant à la grue sur les deux rives et légèrement en encorbellement sur la Nive puis montera la section manquante de la travée centrale sur la partie de charpente construite en rive gauche, l'équipera d'un avant-bec métallique et la poussera au-dessus de la brèche restante. Il n'aura alors plus qu'à vérifier vers le bas ce tronçon et à le souder à son emplacement définitif.

Les travaux de l'ouvrage doivent démarrer début décembre 1987 et se terminer pour l'été 1989, compte-tenu d'une période de préparation de deux mois et d'un délai contractuel de réalisation de 18 mois.

F. BAUDOT

Le pont de Cheviré

Il n'y a actuellement aucun franchissement fixe de la Loire entre les ponts urbains de Nantes et le pont de Saint-Nazaire, 50 km à l'aval. Un contournement par l'Ouest de l'agglomération nantaise, traversant la Loire à Cheviré est prévu depuis des années pour améliorer l'écoulement de trafic et réduire les nuisances que subissent les riverains d'itinéraires surchargés.

L'ouvrage de franchissement est l'élément clé de cette rocade.

Après de longues études où l'on a imaginé les solutions les plus diverses, allant du pont suspendu au tunnel, en passant par le barrage mobile, c'est finalement, en 1984, le principe du pont - portant deux chaussées à trois voies - qui a été retenu. La travée centrale, enjambant la Loire, doit avoir une portée d'au moins 235 m. Cette travée se trouve «coincée» entre le gabarit de navigation, fixé à la cote 55 NGF et le plafond aérien (l'aéroport de Nantes est tout proche) limité, après dérogation, à 91 NGF. Le gabarit de navigation impose un ouvrage de grande longueur, 1560 m, avec des rampes à 6 % dans les accès ; les servitudes aéronautiques restreignent l'éventail des structures possibles en travée centrale. La conception doit aussi se plier à diverses contraintes liées à l'implantation en zone portuaire et au franchissement de plusieurs voies ferrées et routières.

Enfin, la volonté de concevoir un aménagement de grande qualité architecturale a été présente à tous les stades de l'étude.

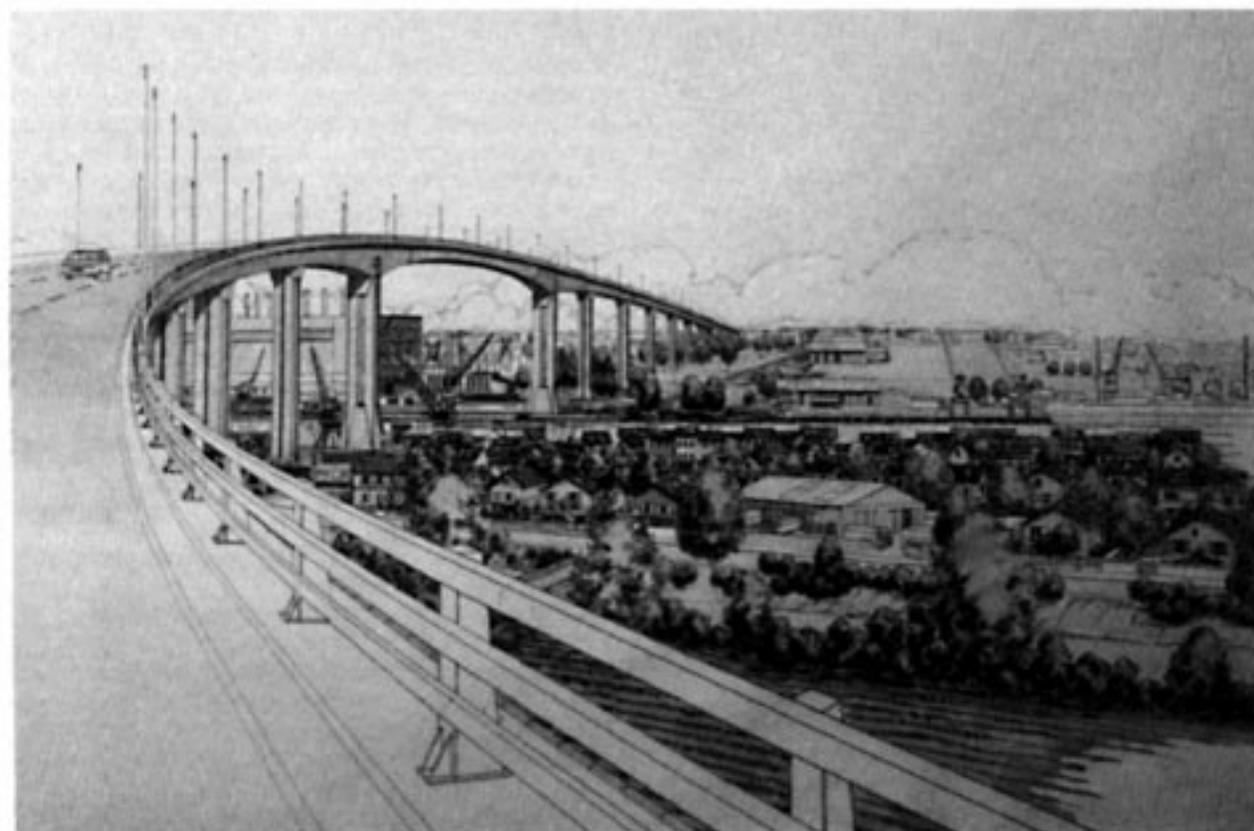
sant sur deux consoles en béton précontraint prolongeant les viaducs d'accès,

- une solution semblable à la précédente, à ceci près qu'elle a un tablier unique de 24,60 m de largeur,
- deux solutions à travée centrale haubanée sur des pylônes de faible hauteur : 32 mètres pour une portée de 250 mètres. Dans les deux cas, un tablier de 26 mètres de largeur porte les deux chaussées, le haubanage étant axial. Ces deux projets diffèrent par la conception du tablier : l'un est en ossature mixte, à deux poutres principales, entrebâises et longerons, l'autre est en béton précontraint, sauf dans la travée centrale où, pour des raisons de poids, le caisson en béton précontraint est remplacé par un caisson mixte, acier béton léger, de même forme extérieure.

Pour l'appel d'offres, la première solution a été abandonnée pour des raisons esthétiques et économiques.

A la date où est écrit cet article, c'est le groupement d'Entreprises Quillery - Vezin - Baudin Chateaufort - Ateliers de Paimboeuf qui a été retenu sur la base de la solution sans haubans, dont nous allons compléter sommairement la description.

Dans les parties en béton précontraint, le tablier est en poutre caisson à deux âmes, de hauteur constante (0,55 m) en zone courante, s'épaississant à 9,00 m à la naissance des consoles de la travée principale. Les deux hourdis sont nervurés transversalement, la nervure supérieure étant précontrainte. Ce tablier sera construit par encorbellements successifs avec voussoirs coulés en place en équipages mobiles (le projet prévoyait une préfabrication partielle inspirée de celle mise en oeuvre par CITRA au



On s'est notamment efforcé de donner au tablier une continuité esthétique d'une culée à l'autre.

Quatre projets ont été présentés à l'APOA, qui se différencient par le schéma longitudinal de la travée centrale et la structure transversale du tablier :

- une solution à deux tabliers parallèles. Les viaducs d'accès en béton précontraint ont des travées de 65 m de portée ; la travée principale, de 242 m de portée, est formée par une poutre métallique isostatique, longue de 162 m, repo-

viaduc de l'Arrêt Darré). La précontrainte longitudinale, de type mixte fait appel à des unités d'une puissance peu usitée sur les chantiers de ponts: câbles intérieurs 19 et 27T15, câbles extérieurs 27 et 37T15. La travée métallique est un caisson à dalle orthotrope, de hauteur constante (5,20 m). Elle sera assemblée au sol, puis translérée sur barge et hissée en position définitive par un système de vérins et de câbles.

Les autres caractéristiques de l'ouvrage donnent une idée de son échelle : piles principales fondées sur douze pieux de 2,10 m

de diamètre, semelles de plus de 800 m³, appareils d'appuis allant jusqu'à 7000 t de capacité portante, etc..

En définitive, cet ouvrage ne prétend battre aucun record, mais il réunit un ensemble de caractéristiques inhabituelles qui font sa difficulté, et son intérêt. Rendez-vous au premier trimestre 1988 pour le début des travaux.

Maîtrise d'ouvrage : Etat (55%) - Syndicat Intercommunal (45 %)
Maîtrise d'œuvre : DDE
Etudes : SETRA - SEEE - SETEC - SOFRESID
Architecte : Cabinet Ph. FRALEU

E. BOUCHON

2

Techniques particulières

Information sur le procédé ACTIMUR

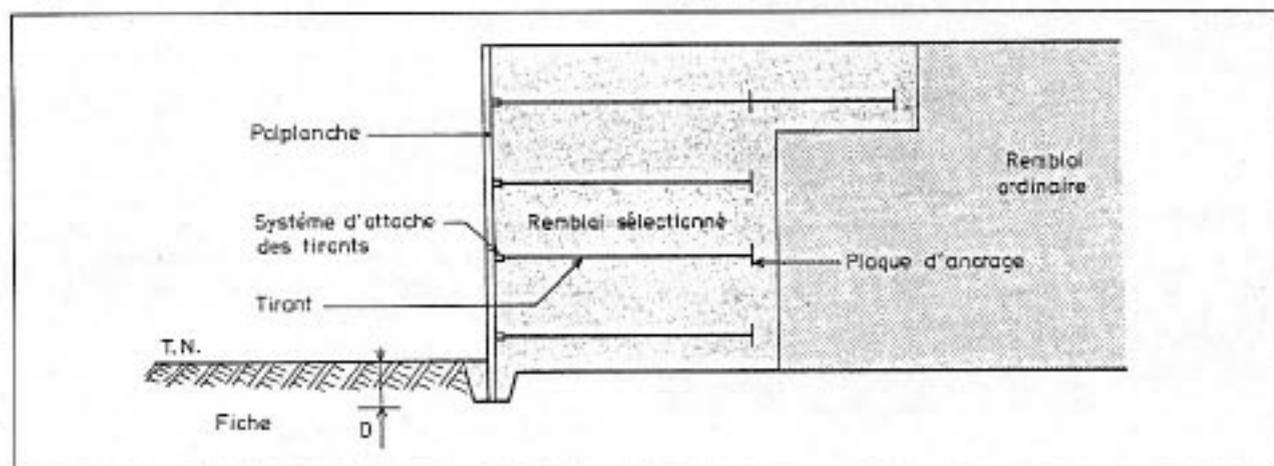
Actimur est un procédé de construction d'ouvrages de soutènement mis au point par la Société PTE (Profilés et Tubes de l'Est) et commercialisé en France depuis 1982 par la Société DAVUM T.P.

Les ouvrages construits selon ce procédé sont constitués d'un écran en palplanches métalliques ancré par des tirants passifs noyés dans un remblai d'apport sélectionné (Cf fig. ci-dessous). Jusque là rien de bien original à ceci près que les palplanches présentent un très faible module d'inertie et sont fichées très peu profondément dans le sol. Cette économie d'acier sur les palplanches n'est rendue possible qu'en raison de la multiplicité des tirants auxquels sont ancrées les palplanches. Comme autre originalité du procédé, il faut signaler le large recours à la préfabrication des éléments métalliques qui constituent l'ouvrage.

la fonction soutènement sont assurées par des structures différentes).

Par ailleurs et, sans entrer dans le détail, il convient de souligner que pour l'heure certains aspects du comportement de ces ouvrages sont encore fort mal connus. Si l'on ajoute à cela, une mise au point laborieuse du procédé, celui-ci semble devoir, à ce jour, être réservé aux seuls ouvrages de soutènement (ce qui exclut les culées porteuses) de hauteur modérée.

Ceci étant, quels que soient leur dimensions, leur destination, leur environnement, les ouvrages construits à partir du procédé Actimur sont de véritables ouvrages d'art. Ace titre, il est impératif que les différents intervenants concourant à la réalisation de tels ouvrages aient une certaine compétence en la matière. Des exemples récents ont montré que si tel n'est pas le cas, le cumul d'erreurs diverses ne donne plus à choisir, pour finir, qu'entre une mauvaise et une très mauvaise solution.



Nous pouvons raisonnablement penser que ces ouvrages présentent, de part leur constitution, une certaine déformabilité. Bien que ce point mérite d'être confirmé par l'expérience, le procédé Actimur semble ainsi pouvoir faire partie des solutions envisageables lorsqu'il s'agit de construire un ouvrage de soutènement sur des sols de fondation de qualité médiocre (en particulier là où il serait difficilement concevable de réaliser des structures rigides fondées superficiellement).

Toutefois cette déformabilité ne comporte pas que des avantages. En effet ces ouvrages, de par leur souplesse, sont susceptibles de subir des déplacements, y compris après leur réalisation. Négliger cet aspect de leur comportement peut faire naître de graves difficultés comme l'ont montré les problèmes rencontrés lors de la réalisation de certains culées-mixtes (culées pour lesquelles la fonction descente de charge provenant du tablier et

Le procédé Actimur est aujourd'hui assez souvent proposé en variante à une solution de base classique lors d'appels d'offres relatifs à la construction d'ouvrages de soutènement en remblai. Il nous a donc semblé opportun d'informer les utilisateurs éventuels sur ce procédé et en particulier de leur faire bénéficier des enseignements qui ont pu être tirés des diverses réalisations. Pour ce faire, l'Arrondissement Soutènements Fondations du CTOA du SETRA a rédigé une note d'information sur ce procédé. Dans cette note figurent notamment un certain nombre de règles et conseils concernant la conception, la justification et la réalisation d'ouvrages qui dépendent de la Direction des Foules. Ces recommandations sont en partie le fruit des constatations qui ont pu être effectuées sur un nombre, certes relativement modeste, d'ouvrages. En l'absence d'un recul suffisant sur le procédé Actimur, cette note d'information n'a pas vocation à apporter des

réponses définitives et/ou exhaustives, aux questions que pourraient se poser les éventuels utilisateurs. Son but est de faire apparaître la spécificité du procédé, de mettre l'accent sur les problèmes que celui-ci soulève et sur certains points, de fixer «les règles du jeu». Cette note d'information est d'ores et déjà disponible au SETRA et toute personne intéressée peut se procurer ce document auprès de Mme NEUTS (SETRA 4231 32 66).

Pour conclure, il conviendrait d'évoquer le problème du choix du maître d'oeuvre face aux variantes qui lui sont remises à la suite d'un appel d'offres. Le coût ne saurait constituer le seul critère de choix. Il est en effet essentiel d'apprécier la valeur technique des solutions proposées. En tout état de cause en dehors des ouvrages expérimentaux, un procédé relativement nouveau et encore mal connu ne devrait pouvoir être retenu que si techniquement son emploi se justifie et s'il présente un intérêt économique marqué.

C. HEURTEBIS

Ponts mixtes acier-béton

Avantages et inconvénients de la technique de mise en place de la dalle par ripage.

L'influence du mode de réalisation de la dalle est souvent prépondérante sur le coût et la compétitivité d'une solution mixte. On s'accorde à penser que le système du ripage est très économique pour une large gamme de portées. Il autorise une précontrainte longitudinale sélective de la dalle avant sa connexion à l'ossature et permet éventuellement d'attendre avant de connecter que le retrait du béton ait fait son œuvre.

Le SETRA a contrôlé récemment un ouvrage à dalle ripée à Grasse ; le marché était signé avec un Groupement d'Entreprises comprenant les ETABLISSEMENTS RICHARD-DUCROS. C'était la première réalisation en France de cette technique déjà expérimentée en Suisse.



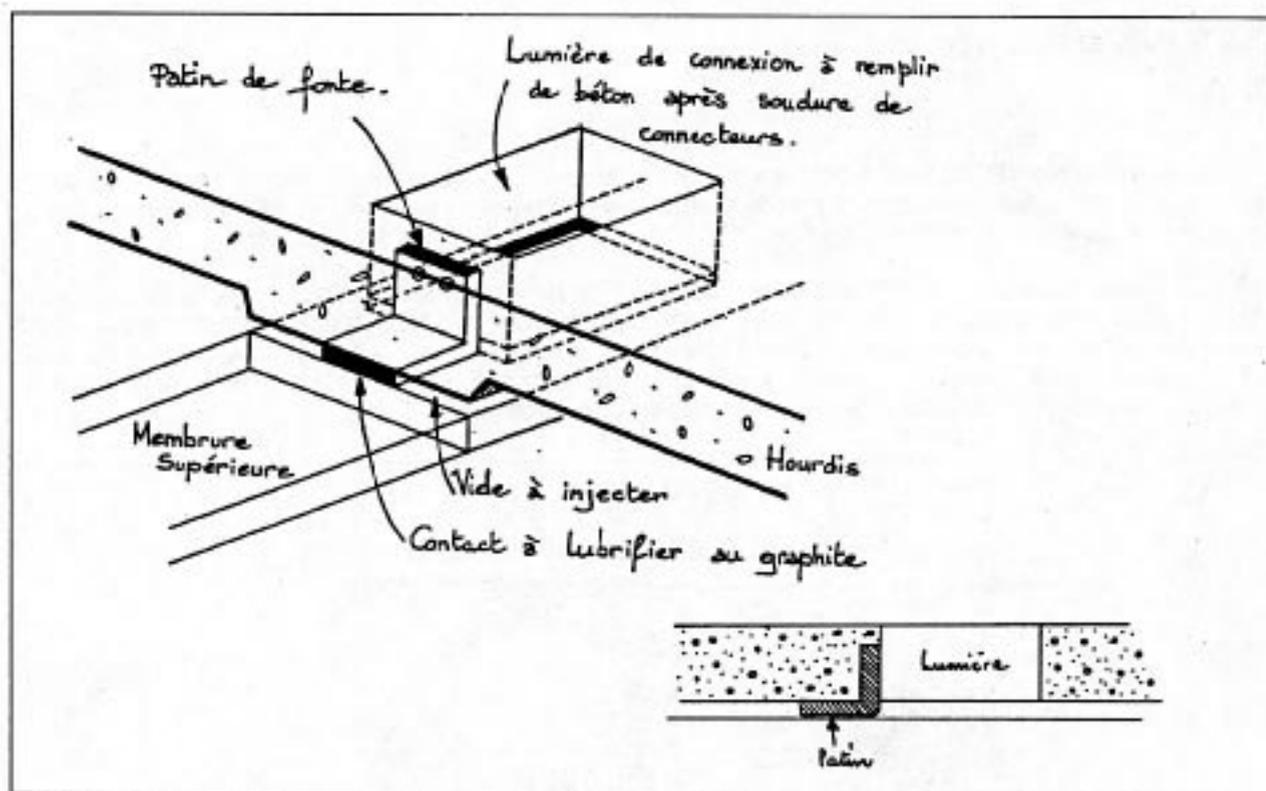
La dalle repose sur des patins de fonte en forme de cornières, noyés dans le béton au droit des fenêtres de réservation pour les connecteurs. Ces patins glissent sur la membrure supérieure. De la poudre de graphite lubrifie le contact fonte-acier ; les coefficients de frottement enregistrés sont de l'ordre de 12 à 15 %. Le type de frottement acier-graphite-fonte provoque des à-coups, en particulier au démarrage, lorsque les câbles de traction, assez longs, présentent une grande élasticité. La dalle étant tractée, les dix premiers mètres de dalle, les plus sollicités durant le ripage, finissent donc après découpage non pas sur l'ouvrage mais sur l'estacade d'about.

Les problèmes de liaison par connexion de l'ossature métallique avec la dalle, constituent à ce jour pour la méthode autant de graves inconvénients. Les dispositions constructives qui suivent devraient permettre d'en limiter la portée :



- un retour de 10 cm environ de la couche primaire au zinc sur la face supérieure de la membrure supérieure permet d'atténuer l'inconvénient du point triple acier-joint-air. On meulera l'angle vif supérieur de cette membrure avec un rayon de quelques millimètres pour obtenir une bonne tenue du système de protection anticorrosion ;
- l'espace libre de 15 mm environ correspondant à l'épaisseur des patins, entre la membrure supérieure et la dalle devra être nettoyé, puis sera injecté par une résine ou un mortier à partir de points d'injection rapprochés, situés aux droites des lumières de connexion. Des évents devront permettre de vérifier si l'injection est bien complète. Le fond des lumières de connexion et le bord de la membrure supérieure devront avoir été bouchés hermétiquement ;
- le béton utilisé pour les plots des lumières de connexion devra avoir une composition spéciale lui conférant à la fois une bonne adhérence sur les parois et peu de retrait, de façon à éviter une fissuration sur les quatre côtés du plot ;
- les armatures longitudinales et transversales devront être continues au travers des plots de béton des lumières de connexion : on percera si nécessaire des trous dans les patins de fonte comme dans les connecteurs cornières. Le cas échéant, des armatures en fer doux seront pliées pour permettre la soudure des connecteurs, puis dépliées et soudées par le soudeur ;
- il sera préférable de souder les connecteurs cornières par des cordons transversaux même s'ils travaillent ainsi en . D'une part, la fatigue dans la membrure est plus à craindre avec les cordons d'angle longitudinaux parallèles à la poutre. D'autre part, les cordons longitudinaux eux-mêmes sont fragiles à leur extrémité. Il s'agit là de résultats expérimentaux récents : on pourra se référer notamment aux essais du Laboratoire Régional de l'Équipement de Nancy.

On pourrait aussi imaginer de riper la dalle solidairement avec



une seconde semelle supérieure au-dessus de l'ossature métallique déjà en place, les deux semelles de la membrane supérieure étant soudées par cordons d'angle continus.

Mais cette idée pose trop de problèmes techniques : Comment lubrifier le frottement acier sur acier des semelles supérieures puisque le soudage ultérieur interdit l'usage des lubrifiants adaptés, notamment la poudre de graphite ? Comment s'assurer de la qualité des cordons de soudure d'angles réalisés au plafond le long de l'ouvrage dans des conditions difficiles ? Peut-être sera-

t-il possible de mettre au point en remplacement un système de boulonnage des deux semelles ...
Affaire à suivre.

Maître d'ouvrage : Ville de Grasse
Maître d'œuvre : DDE des Alpes Maritimes
Entreprises : RICHARD-DUCROS et SOGEA
Conseiller du maître d'œuvre : SETRA
J. BERTHELLEMY

3

Incidents et réparations

Renforcement des ouvrages en terre armée avec armatures en acier inoxydable

Dans un article paru dans le numéro 1 de cette même revue, M. HAIUN évoquait le problème de la corrosion des armatures en acier inoxydable dans les ouvrages en terre armée. A la suite des investigations effectuées, il apparaît que pratiquement tous les ouvrages concernés devront être renforcés à plus ou moins brève échéance.

Outre la nature et la géométrie de l'ouvrage les paramètres déterminants dans le choix de la solution de renforcement de ces ouvrages sont, d'une part, l'emprise disponible devant le parement et, d'autre part, les caractéristiques mécaniques des sols de fondation. A la lumière de ces paramètres, il est possible de choisir parmi les principaux types de solution de renforcement susceptibles d'être mis en oeuvre, qui sont :

- les remblais de butée ;

- les murs de soutènements (murs-poids ou ouvrage béton sur semelle) ;
- les voiles et parois ancrés ;
- le clouage.

Les trois premières techniques évoquées ci-dessus sont assez bien connues et régulièrement utilisées pour réaliser des ouvrages définitifs. Quant au clouage, il s'agit d'une solution originale dont le domaine d'emploi s'est pratiquement limité jusqu'à présent à la réalisation d'ouvrages de soutènement provisoires exécutés en déblai, même si elle a déjà été utilisée parfois pour renforcer localement des ouvrages en terre armée. Le clouage est une solution séduisante qui ne saurait toutefois constituer une panacée.

Un document traitant de ces techniques de renforcement a été mis au point à l'Arrondissement Soutènement-Fondations du CTOA du SETRA, à l'attention des Maîtres d'œuvres qui auraient à établir des projets de renforcement d'ouvrages en terre armée construits, avec des armatures en acier inoxydable. Toute personne intéressée par ce document peut se le procurer auprès du Service des Publications du CTOA du SETRA.

C. HEURTEBIS

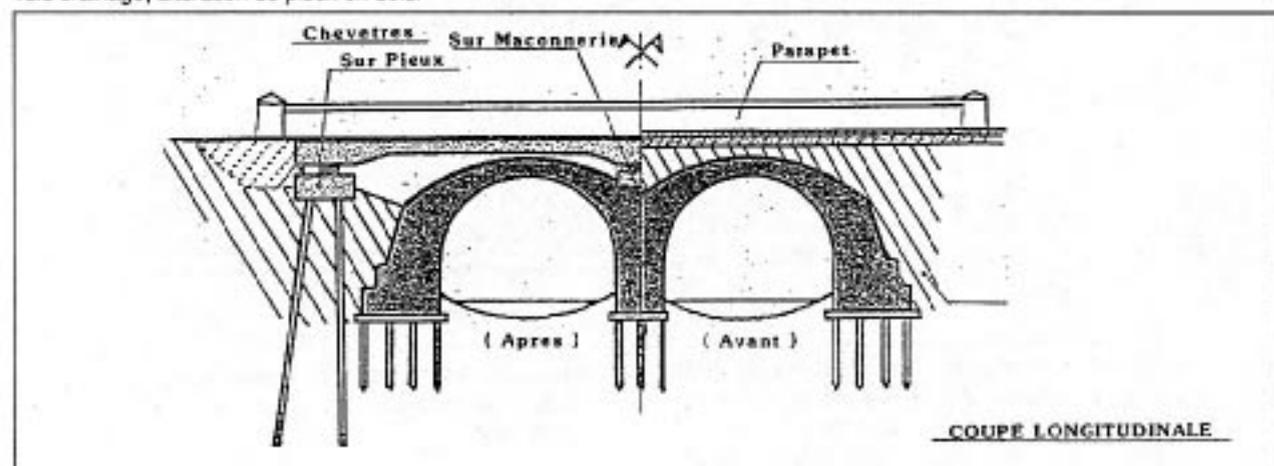
Sauvegarde de petits ponts en maçonnerie

Il existe dans le Nord de la France beaucoup de petits ouvrages voûtés du siècle dernier, réalisés en maçonnerie de briques et de pierres, dont les portées varient entre 3 et 10 mètres.

Un grand nombre d'entre eux présente des désordres, le plus souvent dus aux trafics lourds excessifs vis-à-vis de la conception d'origine : basculement des tympans, fendage de l'intrados. Ces défauts peuvent être aggravés par le vieillissement des structures : matériaux gélifs, circulations d'eau dues à un mauvais drainage, altération de pieux en bois.

existantes, si leur état le permet, ou, dans le cas contraire, sur des chevêtres portés par des micropieux ou des petits pieux forés au travers de la maçonnerie.

Après exécution, la dalle ne présente plus aucun contact avec les voûtes. Dès lors, les voûtes conservées n'ont plus qu'à porter leur propre poids, soit une faible partie des charges qu'elles recevaient auparavant; ce qui laisse espérer une stabilisation de leur état de santé.



Pour ces ouvrages, de petite dimension, mais dont certains présentent un véritable intérêt historique voire architectural, l'alternative habituelle qui réside entre :

- la démolition et le remplacement par des structures moins nobles telles que buses métalliques ou dalles de béton sur culées palplanches ;
 - ou le recours à des réparations nécessairement lourdes et coûteuses pour obtenir un résultat fiable et pérenne, solution plus adaptée à des structures importantes ;
- n'apporte pas de réponse esthétiquement et économiquement satisfaisante.

Une troisième solution peut en fait être envisagée. Elle consiste à ponter l'ouvrage existant et à intégrer la nouvelle ossature entre les tympans de l'ancien ouvrage pour ne pas en modifier l'aspect. Plus précisément cette méthode permet de réaliser le pontage de voûtes, en leur substituant une dalle de béton armé, placée entre les tympans, à la place du remblai de blocage. La dalle repose alors sur de simples semelles appuyées sur les piles et culées

Dans le cas où l'on réalise des semelles sur pieux, la pérennité de la solution s'avère excellente pour l'ossature porteuse ; la maçonnerie n'assurant plus un rôle de soutènement des terres au droit des culées, sa stabilité est normalement garantie et ne nécessite qu'un suivi dans le temps. Si l'on utilise les appuis et fondations existants, une surveillance régulière s'impose avec un entretien courant, rejointoiements par exemple.

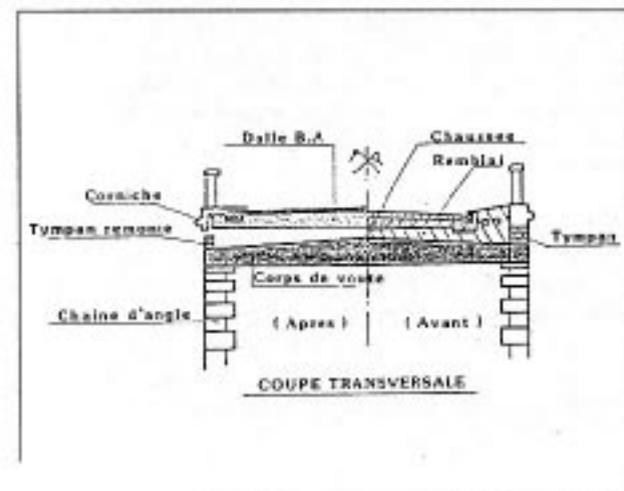
Mise au point du projet Principe d'exécution

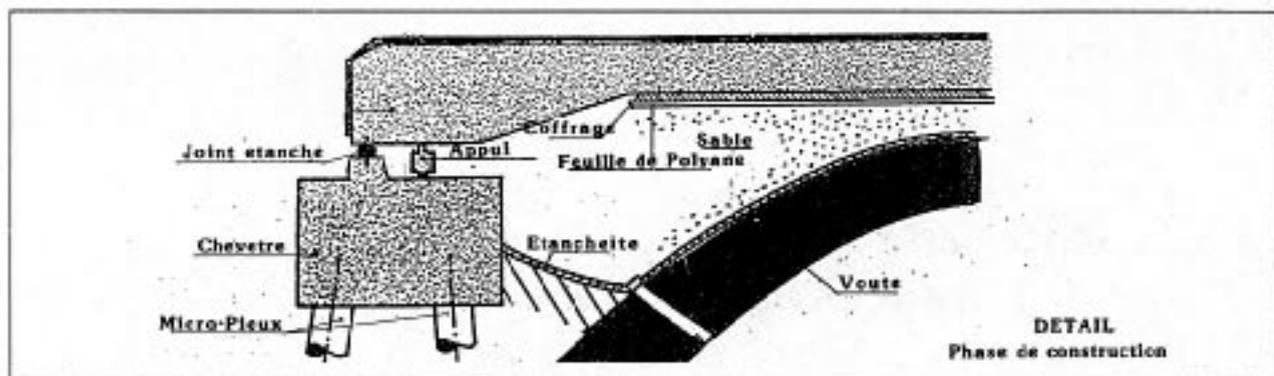
Le choix entre réutilisation des appuis ou nouvelles fondations profondes ne peut se faire qu'après étude des archives et visite des plongeurs.

Le principe de construction et le dimensionnement de la dalle BA conduisent parfois à remonter le profil en long. Cette solution de conformation étant surtout utilisée en site urbain, il peut se poser le problème de compatibilité entre le niveau des trottoirs et les habitations riveraines. La première précaution consiste donc à mesurer le niveau de l'extrados de la voûte. Les mesures doivent se faire de préférence dans l'axe de la chaussée, la voûte pouvant être plus épaisse au milieu que sous les trottoirs, pour faciliter son drainage.

Les phases d'exécution sont alors les suivantes (fig.1) :

- démontage des superstructures, terrassements aux abouts ;
- dépose du remblai de blocage et des tympans, mise à nu de l'extrados ;
- réalisation des chevêtres d'appuis (avec pieux éventuels) ;
- si la nature des matériaux de voûte l'impose, réalisation d'une étanchéité générale sur l'extrados de la voûte avec remontées sur les chevêtres et barbacanes aux points bas ;
- coffrage, ferrailage, bétonnage de la dalle sur boîte à sable (fig.2) ;
- dépose du sable par soufflage d'air ou d'eau à haute pression et démontage des coffrages ;
- superstructures et finitions.





On peut prévoir si nécessaire un rejointoiement de l'intrados des voûtes et des fûts de pile. Cette méthode, qui permet de conserver presque intégralement l'aspect de l'ouvrage tout en garantissant la sécurité des usagers, a en particulier été mise en oeuvre lors de la réparation :

- du Pont sur l'Authier à DOULLENS (Somme) - Travaux en 1981/82 - 3 arches de 4,25 m d'ouverture,
- du Pont des Marronniers le long des remparts de Gravelines (Nord) - site classé - travaux en 1984 - 3 arches de 3,70 m d'ouverture,
- du Pont des Clairons Rue Saint Leu à Amiens (Somme) - travaux en 1984 - 2 arches de 6 m et 3 m d'ouverture.

Dans chacun des cas, le coût (10 à 12 000 F/m² TTC) était voisin de celui de l'ouvrage neuf, voire moins élevé si des murs en ailes s'avéraient nécessaires pour ce cas.

J. MAC FARLANE

NDLR : Il est toujours nécessaire de faire un dossier d'ouvrage, mais dans ce cas peut-être plus encore que dans d'autres, car la structure ne fonctionne plus selon son mode apparent, et il convient que les gestionnaires futurs retrouvent dans le dossier tous les détails de sa transformation.

Auscultation d'un ouvrage d'art incendié

Le Grand Duché du LUXEMBOURG a confié au Laboratoire de NANCY l'auscultation d'un ouvrage type tranchée couverte, incendié par suite de l'explosion d'une canalisation de gaz.

Les investigations ont porté ensuite sur les matériaux : carottage de béton et analyse en laboratoire, mesures sclérométriques, prélèvements d'armatures.



Poutre chevêtre. Recristallisation de $Ca(OH)_2$ sous forme de "rose des sables" X 500.

Le tablier de l'ouvrage est constitué de 439 poutres précontraintes par torons adhérents prenant appui sur deux péroils. Les dégradations constatées lors d'une pré-visite intéressaient tous les constituants de l'ouvrage :

- mise à nu locale des ferrillages des péroils ;
- fissuration de la poutre-chevêtre ;
- dégradation locale du béton des poutres précontraintes et fissuration par perte de précontrainte.



Poutre 235. Dégradation du béton par explosion.

Il a été possible de mettre en évidence les constatations suivantes :

- détérioration locale du béton par élévation anormale de la température (300°C) ;
- rupture par « explosion locale » du béton ;
- les armatures passives ne semblent pas être affectées et peuvent donc être réutilisées ;

Les armatures de précontrainte de l'ouvrage principal ne semblent pas être détériorées mais il n'a pas été possible d'évaluer la relaxation qui a dû se produire.

J.P. PERSY

La réalisation des corniches de pont à l'aide de bardages métalliques ou en béton armé de fibres de verre

Rappel de la définition et des fonctions d'une corniche

Avant d'aborder l'emploi de ces corniches, il peut être intéressant de rappeler quel est le rôle de la corniche habituelle en béton armé. Pour de plus amples développements, on pourra consulter la pièce 5.1 du dossier pilote GC 77.

La corniche est un décrochement du bord latéral extérieur des ponts dont le rôle est d'améliorer l'aspect fini de l'ouvrage.

On voit donc que la première fonction d'une corniche est d'ordre esthétique. Ceci est obtenu par la forme, les proportions et la couleur (choix des granulats, du ciment, du coffrage pour le béton armé). Cette fonction esthétique n'est pas simplement limitée à ces points, il y en a deux autres :

- la corniche joue le rôle de goutte d'eau ou de lamier en éloignant les eaux de ruissellement des parements. Or ces eaux créent des coulures souvent inesthétiques, mais aussi très préjudiciables à la pérennité du béton quand l'eau contient des agents agressifs (sels de déverglaçage par exemple). A ce sujet, on notera que les joints entre les éléments de corniches préfabriqués sont souvent des points de passage de ces eaux ;
- mise en oeuvre à la fin de la construction et faisant l'objet d'un réglage soigné, la corniche permet de « rattraper » les irrégularités d'exécution de la structure en lui donnant donc un meilleur fini apparent..

Outre cette fonction esthétique, la corniche possède des fonctions que nous qualifions d'habituelles. Il en est ainsi de la fixation du garde-corps, du support du relevé d'étanchéité, de la butée du trottoir (ou de la limite de la chaussée).

Dans ce contexte, les corniches bardages métalliques ou en béton armé de fibres de verre (appelé aussi GRC : Glass Reinforced Concrete) ne permettent de satisfaire qu'à la seule fonction esthétique de forme, de proportion et de couleur, et que de rattraper les irrégularités de la structure. Leur emploi impose donc que toutes les autres fonctions soient correctement satisfaites.

Cela suppose aussi que les matériaux proposés et utilisés soient aptes à remplir leur fonction dans des conditions au moins équivalentes à celle des corniches en béton armé.

Les corniches bardages en alliage d'aluminium ou GRC

Les corniches en alliage d'aluminium

Le principe de fixation et de mise en oeuvre de ces corniches est le même pour toutes. Sur des berceaux en acier galvanisé fixés au fanchon vertical de la dalle ou du hourdis, avec des possibilités de réglage dans les trois directions (verticalité, alignement et horizontalité), on vient appuyer une tôle en alliage d'aluminium.

Pour éviter les phénomènes de corrosion cathodique entre l'acier et l'aluminium, on interpose une feuille de néoprène ou autre. La tôle est soit tendue (procédé breveté) soit rivetée ; dans le premier cas les formes sont limitées à des parties vues planes ou convexes ; dans le deuxième cas, il faut utiliser des rivets inoxydables et il y a risque de festonnage, à mon avis peu gênant s'il est limité et si les points de vue sont éloignés.

L'intérêt de cette solution est :

- de permettre une grande variété de forme ; toutes les possibilités dans ce domaine n'ont pas encore été exploitées ;
- d'obtenir une protection excellente contre les phénomènes de corrosion. Les alliages d'aluminium, utilisés dans les gardes-corps, ont en effet montré leur bonne résistance à la corrosion, sous réserve d'un bon choix de l'alliage. Celui-ci est actuellement un 1050. Pour la partie fixation et berceaux en acier, avec le respect des précautions indiquées à la fin de cet article, la galvanisation devrait donner satisfaction ;
- d'offrir une gamme variée de colorations grâce à l'emploi de peinture cuite au four. Celle-ci augmente d'autant la tenue à la corrosion.
- une grande facilité de mise en oeuvre grâce à de nombreux réglages.
- d'alléger les structures.

Une précaution est d'éviter les angles vifs ou les retours inférieurs de tôle sans orifice de drainage de l'eau de condensation.

Les corniches en GRC

Les éléments de corniche sont fabriqués par projection, dans un moule, de mortier de ciment et de fibres de verre jusqu'à obtenir une épaisseur de l'ordre de 1 à 1,5 cm.

L'armature est donc constituée par une fibre de verre. Or le verre du fait de l'alcalinité du ciment, subit une attaque qui, à terme détruit la fibre, donc l'armature. On pallie cet inconvénient par l'emploi de fibres de verre spécialement traitées et qui résistent plus longtemps à l'attaque.

Toute la question actuellement débattue, réside dans la durée de la résistance. Quoiqu'il en soit, la durabilité des corniches en GRC semble loin d'atteindre celle des corniches en alliage d'aluminium et il n'existe aucune comparaison avec les corniches en béton. C'est ce risque difficile à apprécier en l'état actuel de nos connaissances qui nous a conduit à conseiller systématiquement la possibilité de remplacement en cas d'incident (en espérant le voir à temps, avant que des éléments chutant sur la voirie inférieure ne mettent la sécurité des usagers en cause).

Sur les autres points, on peut préciser ceci :

- ces éléments présentent une fragilité certaine aux chocs,

- soit pendant le transport (et il y a souvent du rebut avant pose), soit en service. D'où l'intérêt de la démontabilité ;
- les possibilités de coloration existent, mais elles posent les problèmes bien connus de la peinture sur ciment ;
 - l'étanchéité entre éléments doit être examinée comme pour les corniches en béton armé préfabriquées. La solution passe par l'emploi d'un joint d'étanchéité (boudin comprimé, mastic thiokol, ...)
 - les possibilités de forme sont moins grandes, car elles sont limitées par le mode de fabrication en moule ;
 - enfin, l'opération de calage et de réglage est plus délicate, car elle se fait par élément, au lieu des berceaux pour la tôle d'aluminium, en agissant sur des fixations difficiles d'accès entre la corniche et la structure.

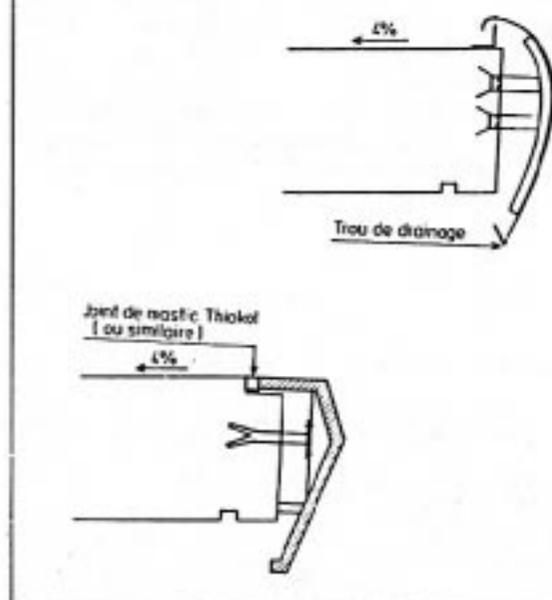
Conclusion

La facilité de mise en oeuvre, les possibilités de formes et de couleur, et, surtout, la tenue dans le temps, semblent plus favorables à la tôle d'aluminium qu'au GRC.

Si les fonctions habituelles des corniches en béton armé peuvent être remplies en faisant appel à une contre-corniche ou à une murette, il reste à assurer la fonction goutte d'eau et la protection du flanc de la dalle ou du hourdis (et, accessoirement, des dispositifs de fixation de la corniche).

Pour éviter l'attaque du béton de la structure, la détérioration des ancrages et berceaux, ainsi que des souillures inesthétiques, il faut empêcher la pénétration de l'eau entre le bardage et la structure. Pour cela, nous conseillons de prendre des précautions.

Exemples de disposition



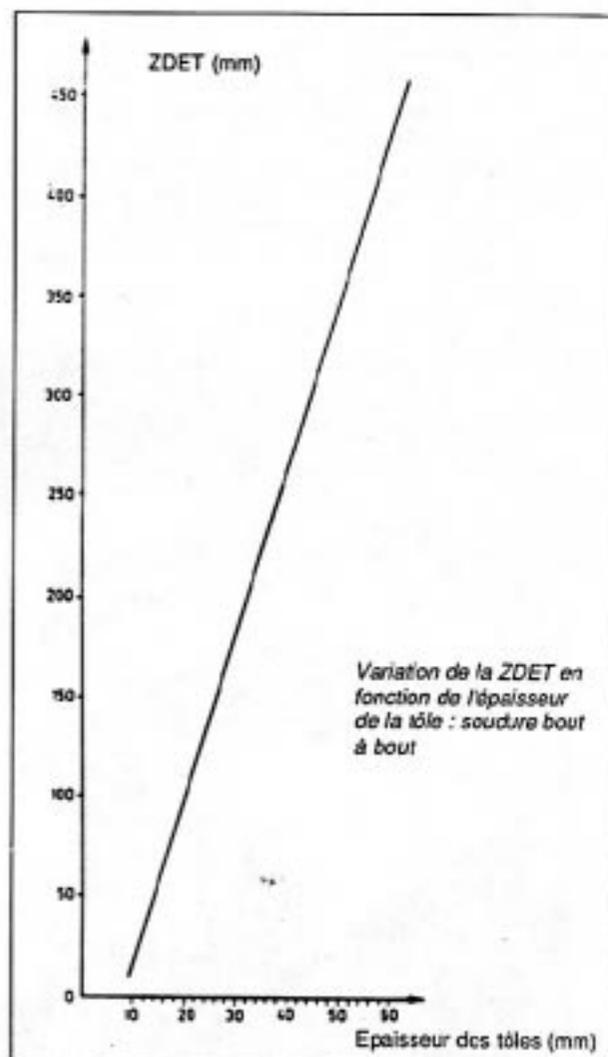
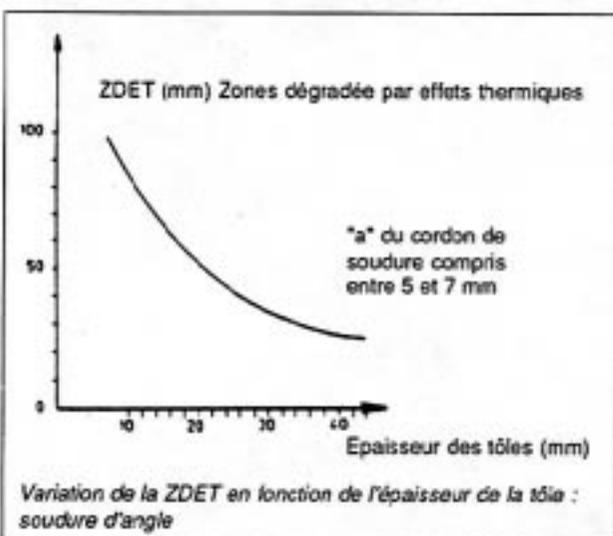
Enfin, rappelons l'importance de la sécurité du personnel pendant toutes les opérations de montage de ces corniches (et de ce point de vue, la tôle d'aluminium permet d'assurer une meilleure sécurité du personnel).

M. FRAGNET

Protection anti-corrosion du viaduc de la Chiers à Longwy

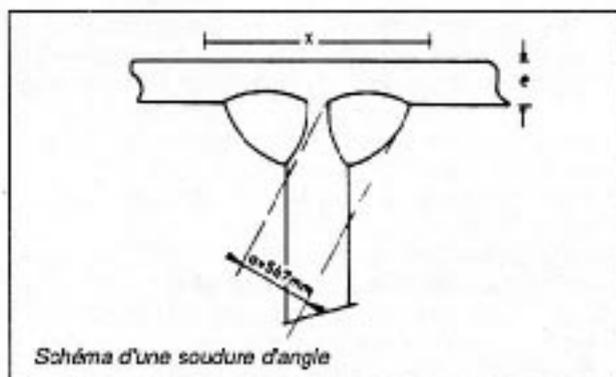
La protection anti-corrosion de plus de 20 000 m² de surface métallique du Viaduc de la Chiers à Longwy est assurée par un système unique, en parties vues et non vues, constitué de trois couches.

L'originalité des travaux se situe au niveau de la préparation de surface et de la mise en oeuvre de la première couche de peinture époxy-zinc, réalisée en atelier sur chaîne automatique. Il s'agit là d'un développement de la technique des produits grenailés et peints selon la norme NFA 35.511.



Le laboratoire de NANCY, partie prenante dans cette « expérimentation », a contribué sous la forme suivi-contrôle, à la bonne exécution des travaux de protection anticorrosion. En parallèle, nous avons examiné l'incidence de cette technique sur la fabrication en atelier des éléments d'ouvrage. En particulier, sont étudiées les modifications à apporter aux techniques habituelles pour l'oxycoupage et le soudage. Il a été possible d'évaluer en cours de construction, l'importance des dégradations du primaire au zinc, à la suite des opérations d'assemblage par soudage et cela en fonction de l'épaisseur des tôles.

J. FUCHS



Automatisation pour vérinage de haute précision

Le viaduc de la Bièvre, qui permet le franchissement de la vallée de la Bièvre par l'autoroute A6a à Arcueil (94) est un V.I.P.P. à 2 x 6 travées de 36 mètres de portée. Il a été réalisé il y a une trentaine d'années et nécessite actuellement des actions d'entretien spécialisé consistant notamment en l'échange des appareils d'appuis et la réparation de leurs bossages.

Cet ouvrage, dont la conception est antérieure aux directives du SETRA, n'intégrait pas les dispositions nécessaires à un remplacement aisé des appareils d'appuis, tant géométriquement pour la mise en place des vérins que mécaniquement pour la résistance des entretoises sur appuis. Il était donc indispensable, pour le vérinage de chaque ligne d'appuis, de trouver des solutions innovantes aux problèmes posés :

- pour limiter la gêne à la circulation sur l'autoroute, il a été convenu de vérifier simultanément les lignes d'appuis d'un même appui. De ce fait, la circulation n'était interrompue que quelques heures de nuit pour l'opération de vérinage ou de dévérinage ;
- compte-tenu de la fragilité des entretoises d'about, il était

impératif de respecter une tolérance de dénivellation différentielle entre poutres de 0,3 mm.

De ce fait, il n'était pas imaginable de traiter le problème de façon classique.

L'asservissement des vérins au déplacement est apparu la solution appropriée car apportant les avantages suivants :

- regroupement de toutes les informations sur une centrale permettant une visualisation instantanée de la position des poutres (sensibilité de lecture des appareils de contrôle : 0,1 mm) ;
- rapidité et fiabilité des opérations de vérinage ;
- possibilité d'interruption immédiate en cas d'anomalies et possibilité de fonctionnement manuel ;
- standardisation d'un vérinage de haute précision qui allait se répéter de nombreuses fois (26 vérinages ou dévérinages pour ce viaduc).

L'asservissement réalisé est basé sur un micro-ordinateur sur lequel sont transférées les valeurs des déplacements des poutres par l'intermédiaire de capteurs et d'un interface approprié.



Un logiciel spécial permet d'analyser les valeurs des déplacements et d'en déduire les actions nécessaires au niveau des vérins. Il a pour but d'empêcher que deux poutres quelconques aient plus de 0,3 mm de dénivellées ce qui revient à créer une boucle où les vérins effectuent leur course en se rattrapant ou se dépassant mais toujours avec moins de 0,3 mm d'écart.

Avant de passer au vérinage de l'ouvrage, il fallait tester le bon fonctionnement de l'ensemble hydraulique, électrique et informatique.

Après une étude spécifique afin de s'adapter aux contraintes de l'asservissement, il a été réalisé un essai préalable sur l'installation spécialisée du LREP. Il a permis notamment de mettre à jour un certain nombre de difficultés qui ont ainsi pu être résolues sans aucun risque pour l'ouvrage.

La mise en œuvre sur chantier n'a présenté aucune difficulté puisque l'essai au laboratoire nous avait permis de les traiter préalablement avec le matériel du chantier et avec des efforts déjà importants au regard des efforts réels.

Ainsi automatisée, l'opération s'effectue très simplement puisqu'il suffit d'indiquer au micro-ordinateur la valeur du déplacement moyen souhaité pour qu'il prenne en charge l'ensemble de l'opération qui dure ainsi quelques minutes pour un vérinage de 30 mm. Le temps de coupure de la circulation strictement nécessaire est donc notablement réduit.

Issu d'un impératif de rapidité et précision, ce système nous a déçu de nombreuses autres qualités qui le feront adopter avantageusement sur d'autres chantiers, même si une telle précision n'est pas nécessaire.

Y. PICARD
J.L. DUCHENE
Ch. LACROIX

5

Réglementation

Le nouveau FASCICULE N° 56

Introduction

Le nouveau fascicule n° 56 du cahier des clauses techniques générales, approuvé par le décret n° 86-290 du 25 février 1986, doit désormais régir les travaux de protection des ouvrages métalliques contre la corrosion qui sont réalisés dans le cadre des marchés publics.

Ce document, qui est un texte interministériel, comporte de ce fait une extension du champ d'application par rapport à ceux qui l'ont précédé.

Domaine d'application

Le fascicule s'applique à la fourniture et à la mise en œuvre de la protection contre la corrosion des ouvrages de génie civil ou assimilés, c'est-à-dire principalement :

- des ouvrages d'art,
- des structures industrielles,
- des structures extérieures des bâtiments ;

en fer, en fonte et en aciers de construction d'usage général, y compris les aciers grenailés prépeints, les aciers alliés et aciers spéciaux n'étant pas couverts. Il concerne à la fois les travaux neufs et les travaux d'entretien.

Procédés de protection

Ce sont :

- 1 - la galvanisation à chaud,
- 2 - le zingage électrolytique,
- 3 - la mise en peinture,
- 4 - la métallisation suivie de mise en peinture,
- 5 - la galvanisation à chaud suivie de mise en peinture ;

le procédé par métallisation seule et les procédés du type industriel tels que plastification, vitrification, peintures cuites au four etc ... étant exclus.

Catégories d'ouvrages

Le choix du type de protection et son efficacité dans le temps dépendent essentiellement des possibilités de préparation de surface du support, les ouvrages métalliques sont à cet effet classés en quatre catégories :

Catégorie 1 - Structures de génie civil ou assimilées dont les éléments constitutifs ont une épaisseur au moins égale à 8 mm, ou à 6 mm si une seule face peut se trouver en contact avec le milieu ambiant ;

Catégorie 2 - Structures de génie civil ou assimilées dont les éléments constitutifs ont une épaisseur au moins égale à 4 mm ;

Catégorie 3 - Structures légères de génie civil ou assimilées et équipements dont les éléments constitutifs ont une épaisseur inférieure à 4 mm ;

Catégorie 4 - Structures en câbles ;
une répartition de principe étant donnée dans une annexe pour les ouvrages les plus répandus.

Situation des ouvrages

Le fascicule s'applique :

- aux ouvrages aériens situés en atmosphère urbaine ou industrielle, ou en atmosphère maritime,
- aux ouvrages immergés en eau douce, en eau salée, ou dans des eaux agressives ;

à l'exception :

- des ouvrages situés à l'intérieur, ou immédiatement sous le vent, de complexes industriels ou chimiques,
- des ouvrages situés dans des atmosphères tropicales,
- des ouvrages immergés protégés seulement par galvanisation à chaud ou par zingage électrolytique, qui constituent des cas spécifiques nécessitant une approche particulière en fonction des conditions locales.

Garantie

Définition

La garantie, qui caractérise la qualité de la protection apportée à l'ouvrage par le procédé choisi et utilisé, comprend :

- la garantie d'efficacité contre la corrosion, dite "garantie d'anticorrosion" basée sur l'aptitude du procédé à isoler le support du milieu ambiant et sur ses propriétés inhibitrices de corrosion,
- la garantie de conservation d'aspect, dite "garantie d'aspect", fondée sur l'absence d'altérations marquées de revêtement et de la couleur ;

pour un support d'état connu et défini, et pour des durées également définies selon le milieu dans lequel se trouve l'ouvrage.

Base d'appréciation

Pour l'appréciation de la qualité du revêtement, qui ne peut se faire objectivement que de façon quantitative, il est fait appel à la notion de « surface de référence » qui se rapporte aux éléments structurels de l'ouvrage et qui a pour valeur :

- la surface de l'élément structurel, si elle est inférieure à 0,25 m²,
- une surface de 0,25 m² choisie sur l'élément considéré de façon à être représentative de ce dernier, tout en se référant à une figure géométrique simple ;

une âme de poutre en I, une membrure de poteau en H, une nervure de platelage, une barre de contreventement, une suspensoir, etc... constituant des exemples d'éléments structurels.

Garantie d'anticorrosion

La surface des zones corrodées ne doit pas dépasser :

- pour la galvanisation et le zingage électrolytique : 1% de la surface de référence lorsqu'elles sont cumulées, 5 cm² lorsqu'elles sont prises isolément, les zones de surface unitaire inférieure à 4 mm² n'étant pas prises en compte,
- pour la peinture, ou la métallisation suivie de mise en peinture, un des degrés Ri 2 ou Ri 3 définis par la norme française NF 306071 « Dégradation des surfaces peintes » ;

pendant le délai de garantie fixé.

Garantie d'aspect

Il n'est admis, d'une manière générale, aucune altération de surface dépassant :

- 1% de la surface de référence lorsqu'il y a cumul,
- 2 cm² lorsqu'elles sont prises isolément,

pendant le délai de garantie fixé.

Pour les surfaces des parties vues des ouvrages aériens, il est en outre prévu une garantie d'aspect particulière portant sur les altérations de la couleur caractérisées par des écarts évalués en unités NBS, qui ne doivent pas être dépassés pendant les délais de garantie fixés.

Enfin, dans le cas de certains ouvrages de catégorie 3, il n'est pas prévu de garantie d'aspect.

Délai de garantie

La durée de la garantie est très variable, et dépend :

- de la catégorie d'ouvrage à laquelle appartient la structure ;
- de la préparation de surface qu'il est possible d'effectuer ;
- du procédé de protection retenu ;

ainsi que du caractère de la garantie elle-même, la garantie d'anticorrosion, qui est primordiale pour la pérennité de la structure, étant toujours assortie de délais plus longs que la garantie d'aspect qui fait surtout intervenir des modifications d'ordre esthétique.

Préparation de surface

Lorsque la préparation de surface est réalisée par le décapage

par projection d'abrasif, comme imposé par la métallisation ou la mise en peinture des ouvrages de catégories 1 et 2, l'appréciation de la propreté du sujet traité s'effectue par référence aux degrés de soins DS 3 et DS 2,5 définis par les « Spécifications techniques de préparation des surfaces neuves en acier » faisant l'objet de la décision n° E 2-85 du Groupe Permanent d'Etudes des Marchés de Peintures et Vernis (G.P.E.M./P.V.).

Pour les ouvrages de catégorie 3, il est possible d'admettre une préparation de surface par grattage et brossage, moyennant bien entendu des exigences de garanties moins sévères, en temps comme en performances demandées.

Systèmes de peinture

A partir de la garantie choisie et définie en fonction des critères précédemment évoqués, il est prévu trois types de systèmes de peinture désignés A, B et C.

Les systèmes de peinture de type A bénéficient d'une homologation avec contrôle, délivrée par le ministre habilité sur la proposition de la commission interministérielle d'homologation.

Les systèmes de type B, qui se définissent par rapport aux systèmes de type A pour les composants et leurs épaisseurs, donnent lieu à épreuve d'étude spécifique pour le cas envisagé.

Les systèmes de type C donnent lieu à simple acceptation par le maître d'oeuvre à partir de références d'élaboration et d'emploi.

A noter que pour les ouvrages de catégorie 1 et les câbles, il ne peut être fait appel qu'à des systèmes de type A et de type B.

Conclusion

Ces quelques indications, bien que restant au niveau des principes généraux, peuvent donner une idée des orientations choisies en matière d'extension du champ d'application évoquée plus haut, ainsi que des possibilités existantes en matière de protection anticorrosion qui offrent un choix beaucoup plus large qu'auparavant..

P. MEHUE

Observations sur l'application des articles A.2.1,3 et A.4.5,3 des règles BAEL

Les observations formulées ci-après concernent l'application des règles BAEL, articles A.2.1,3 (coefficient de Poisson) et A.4.5,3 (état-limite d'ouverture des fissures).

Coefficient de Poisson

Selon les règles BAEL, le coefficient de Poisson du béton est pris égal à 0,2 pour la justification des états-limites de service, et 0 dans le cas des états-limites ultimes.

En ce qui concerne donc le béton fissuré sous sollicitations ELS, la valeur (de 0,2) du coefficient de Poisson qu'on doit admettre selon les règles BAEL, est différente de la valeur (nulle) admise (ou pouvant être admise) par les règles CCBA et BPEL (article 2.1,6 et 9.2,7).

Dans le cas particulier d'un tablier dalle de béton armé, l'incidence du coefficient de Poisson est très déterminante dans le calcul de la flexion transversale, puisqu'entre les valeurs 0 et 0,2 de ce coefficient, les moments transversaux varient dans un rapport de 1 à 2 (et parfois 3). Cet important écart se retrouve aussi dans le ferrailage transversal du tablier, si ce dernier doit être justifié aux états-limites de service, ce qui est le cas lorsque la fissuration du béton doit être considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. Dans le cas particulier d'une justification sur la base de la fissuration préjudiciable, le ferrailage transversal est ainsi trop important par rapport à un calcul selon les règles CCBA (avec coefficient de Poisson nul à l'état fissuré) pour pouvoir être admis, ceci compte tenu du nombre de tabliers dalles déjà construits (plus d'un millier) qui ont fait leurs preuves et qui n'ont pas connu en particulier de problèmes spécifiques dans leur ferrailage transversal, pourtant évalué selon les règles CCBA.

Tout cela milite donc en faveur d'une homogénéité de la valeur du coefficient de Poisson du béton dans les règles BAEL et BPEL.

Etat limite d'ouverture des fissures

Les règles BAEL distinguent trois niveaux d'exigence en ce qui concerne la fissuration du béton : fissuration peu nuisible, fissuration préjudiciable et fissuration très préjudiciable (dans cet ordre croissant de sévérité). Si la définition de ces niveaux est claire, les circonstances et les conditions de choix d'un niveau d'exigence plutôt qu'un autre nous le paraissent moins. Une conséquence à cela est que les maîtres d'œuvre ont opté la plupart du temps pour la fissuration préjudiciable, alors que le contexte et l'environnement dans lesquels se trouve l'ouvrage ne l'exigeaient nullement.

Sans doute, le Guide d'emploi des règles BAEL avec exemples d'application aux ponts, récemment publié par le S.E.T.R.A., pourra-t-il remédier à cette situation, grâce en particulier à son paragraphe 2.1.3.2 qui est à notre avis assez explicite sur ce choix.

Néanmoins, dans la définition d'un niveau d'exigence, on ne peut parfois s'empêcher de s'interroger sur la forme et le bien-fondé des conditions d'application de l'article A 4.5,3.

L'expérience montre en effet que l'enrobage du béton est un facteur au moins aussi important que la contrainte de travail des aciers tendus, en ce qui concerne la fissurabilité et la durabilité du béton. Il est donc normal que ce facteur intervienne dans la définition des niveaux d'exigence. Autrement dit, les conditions définies par l'article A 4.5,3 semblent devoir, pour être complètes, s'accompagner de celles de l'article A 7.1 qui définissent l'enrobage des aciers.

Outre ce problème de forme, il semble également que la définition elle-même des niveaux de fissurations préjudiciable et très préjudiciable soit un peu sévère en ce qui concerne la contrainte de traction admissible en service des aciers.

En effet, dans le cas particulier d'un tablier dalle, les conditions définies par la fissuration, jointes à un enrobage de 30 mm, correspondent en gros à des ouvertures de fissures maximales, évaluées à partir des études expérimentales, de 0,2 mm de large dans la majorité des cas, dans l'ouvrage en service en charge (combinaison d'actions rare). De telles ouvertures de fissures ne sont réellement préjudiciables que lorsqu'elles sont exposées aux intempéries de façon permanente, c'est-à-dire lorsqu'elles sont irréversibles ou lorsque les charges qui les provoquent sont fréquentes.

En conclusion, il semblerait donc souhaitable de pouvoir définir les niveaux d'exigence, c'est-à-dire les niveaux de fissurabilité et de durabilité, essentiellement à partir de l'épaisseur du béton d'enrobage et à partir d'une double limitation du taux de travail en service des aciers tendus, d'une part sous la combinaison d'actions fréquente, et d'autre part sous la combinaison d'actions rare. Cette dernière limitation sous combinaison rare a pour simple but d'assurer la « refermabilité » des fissures, alors que la première limitation constitue, avec l'enrobage des aciers, les facteurs essentiels de définition du niveau de durabilité du béton.

V. LE KHAC

Appareils d'appuis . . . Ça n'a pas de sens

Voici quelques années, lors de la construction d'un pont par encorbellement des plus classiques, il s'est avéré que les appareils d'appuis spéciaux disposés sur les piles avaient été posés à l'envers. Non pas sens dessus dessous, mais avec le préérigé - destiné à compenser les effets des mises en tension, du retrait et du fluage - orienté du mauvais côté.

Pour remédier à ce problème, il a fallu vériner les fléaux alors qu'ils n'étaient clavés que sur les travées de rive.

Etant comme Saint Thomas, le maître d'œuvre demanda au fournisseur de venir vérifier que, désormais, tout allait pour le mieux.

Horreur !!! Sur une culée, les boulons métalliques servant à maintenir les deux parties de l'appareil pendant son transport n'avaient pas été reférés.

Fort de cette expérience, sur un chantier tout aussi classique, j'incite le maître d'œuvre et l'entreprise à être vigilants sur ce point. Le responsable du chantier jura que rien de tel ne saurait se produire avec lui et, sans doute pour me rassurer, promit de vérifier par lui-même le moment opportun.

Et la pose des appareils d'appui sur la première pile arriva.

Voici, librement reconstitué, l'esprit du dialogue qui eut lieu au cours d'une réunion de chantier.

Le maître d'œuvre : Bon, vous avez posé les appareils d'appuis sur la pile ! Vous avez bien vérifié qu'il n'y a pas d'erreur ?

L'entrepreneur : Mais oui, puisque je vous le dis!

Le maître d'œuvre (insistant) : Vous êtes tout à fait certain que c'est bon ?

L'entrepreneur (commençant à perdre patience) : Oui, ça n'a pas de sens d'être aussi scupçonneux !!

A la fin de la réunion, le maître d'œuvre, encore un Saint Thomas, crut bon de vérifier par lui-même. Et devinez un peu ?

Mais oui, c'était « tout faux » ! L'un des deux appareils était mal orienté et l'autre était tout simplement destiné à une autre pile.

Moralité : Si l'attitude du maître d'œuvre « n'avait pas de sens », les appareils d'appuis, eux, en ont un !

J.F. FONTAINE

Photos des lecteurs



La poussée sur les garde-corps, ça existe !



Une banque de données poutres-poutrelles métalliques

La définition de la capacité portante d'une structure à poutrelles enrobées ou à voûtains est impossible si l'on ne connaît pas les caractéristiques géométriques et mécaniques des profilés métalliques constitutifs de celle-ci. Le problème est d'autant plus délicat que ces profilés ne sont accessibles que sur une seule face.

C'est pourquoi la section O.A. du Laboratoire de Nancy a constitué, dans un premier temps, une base de données concernant ces profilés. Cette base, unique, montre qu'il existe au moins 45 types de profilés (soit autant d'appellations différentes) provenant de 32 usines (soit environ 5 000 profilés de forme générale I ou H).

Cette banque de données a en outre permis de définir le nombre initial de mesures à réaliser pour définir un profilé à partir d'une seule face. La méthode de mesure, mise au point en collaboration avec l'Institut de Soudure, sera prochainement opérationnelle.

P. TROUILLET

Nouvelles notes d'information du SETRA

Ouvrages d'art n°4 Septembre 1987

Un certain nombre d'incidents se sont produits récemment dans les zones d'ancrages d'ouvrages de conception pourtant simple puisqu'il s'agissait de ponts-dalles. Les désordres correspondants (éclatement de béton, déversement et déformations importantes des plaques d'ancrage) ont souvent des conséquences financières importantes. La note d'information n° 4 « Ponts en béton précontraint - Le problème des zones d'ancrage » rappelle qu'un freinage bien conçu et soigneusement mis en place est indispensable dans ces zones.

Ouvrages d'art n°5 Octobre 1987

Les pièces d'ancrage et la boulonnerie fixant les équipements sur les ponts ne comportent pas toujours une protection contre la corrosion adaptée aux conditions de service difficiles de l'environnement. Or la corrosion va diminuer la résistance de la fixation et empêcher le démontage qui est l'un des avantages de la

boulonnerie. La note d'information n° 5 « La protection contre la corrosion de la visserie fixant les équipements à la structure par le procédé COMPRIGUM » présente une technique, le COMPRIGUM, qui devrait nettement améliorer la protection contre la corrosion des dispositifs de fixation dans la structure.

Ouvrages d'art n° 6 Février 1988

Les coulis d'injection ont un rôle important pour la durabilité des ouvrages en béton précontraint. En dehors des constituants courants, eau et ciment CPA de classe 45 ou 55 admis à la marque NF VP, il peut leur être ajouté des adjuvants ou additifs divers. Ces adjuvants ont pour objectif d'améliorer diverses propriétés du coulis, mais il est essentiel d'être sûr qu'ils n'ont pas d'influence néfaste à long terme sur la tenue des armatures de précontrainte sous tension. La note d'information n° 6 « Autorisation d'emploi des coulis pour injection des conduits des unités de précontrainte », rappelle la nécessité d'un agrément ou d'une autorisation pour tout adjuvant ou additif incorporé à un coulis d'injection.

SETRA - Les dernières publications "Ouvrages d'Art"

Note d'Information n° 4

Ponts en béton précontraint. Le problème des zones d'ancrages.
Réf. : F8763 (gratuit)

Note d'Information n° 5

La protection contre la corrosion de la visserie fixant les équipements à la structure par le procédé COMPRIGUM.
Réf. : F 8766 (gratuit)

Note d'Information n° 6

Autorisation d'emploi des coulis pour injection des conduits des unités de précontrainte.
Réf. : F8826 (gratuit)

Répertoire des textes et documents techniques essentiels relatifs aux ouvrages d'art. - Edition n°2

Réf. : F8777 (gratuit)

Nomenclature des parties d'ouvrages d'art métalliques.

LCPC - SETRA 1986

Réf. : F8755 (65 F)

Construction des ouvrages d'art. - Résultats statistiques 1983.

Réf. : P 20 (60 F)

Le renforcement des ouvrages en terre armée à armatures en acier inoxydable.